

EVALUACIÓN DEL PROYECTO SISMORRESISTENTE DE PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS TIPO CRUZ DE SAN ANDRÉS

Juan Carlos Vielma, Juan Pieruzzini y Angélica Yústiz

Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. Decanato de Ingeniería Civil, Av. La Salle entre Av. Las Industrias y Av. Benítez. Barquisimeto (3001). Venezuela.

jcvielma@cimne.upc.edu

RESUMEN

Las normas de proyecto sismorresistente admiten las tipologías de pórticos arriostrados, e incluso llegan a recomendar su uso en el caso de edificios emplazados en zonas de alta amenaza sísmica, sobre todo cuando se procura rigidizar edificios muy flexibles o reforzar edificios cuya capacidad no es suficiente frente a terremotos fuertes. Si se trata de proyectar nuevos edificios, es muy común encontrar las recomendaciones normativas expresadas mediante factores de reducción de respuesta, ductilidad global y prescripciones generales de regularidad estructural, sin embargo estas instrucciones son de carácter general y pocas veces otorgan al proyectista estructural guías claras para el dimensionado y detallado de esta tipología estructural, pudiendo llegar a un uso inadecuado de las mismas desde un punto de vista sismorresistente. En este trabajo se presenta un estudio de un conjunto de edificios aporticados de acero, proyectados con diagonales concéntricas tipo cruces de San Andrés. Los edificios tienen un número de plantas que varía entre 3 y 12, lo que permite caracterizar el comportamiento de estructuras cuyo periodo fundamental se encuentra en el rango bajo e intermedio; en el proyecto se ha considerado aceleración para un emplazamiento con una alta amenaza sísmica. El proyecto sismorresistente ha sido evaluado aplicando un procedimiento novedoso con base en el análisis dinámico no lineal usando acelerogramas sintéticos, asociados con tres Estados Límite de comportamiento. Los resultados muestran un adecuado comportamiento de los edificios y que se debe estudiar minuciosamente el proyecto de los pórticos arriostrados, con la finalidad de aprovechar adecuadamente sus características favorables sin producir la disminución de la seguridad de los pórticos no arriostrados.

ABSTRACT

The seismic codes accept a wide range of typologies to be used as braced framed structures, those typologies are commonly advised in buildings located in high seismic areas, especially when it is necessary to provide stiffness to flexible buildings or where their seismic capacity is not enough. If the task is to design new buildings, it is usually to find specific code's recommendations expressed by means of response reduction factors, global ductility or other prescriptions about conceptual design which usually include regularity measures. However, those code prescriptions are very diffuses and seldom let the designer direct guides for sizing and detail braced framed structures suitably. In this work the results of a study of a set of steel braced framed building is shown. Those buildings include concentrically braced frames and special frames. The buildings are designed for a storey number which varies from 3 to 12, this feature lets to characterize the behavior of structures whose first mode periods are within the low and intermediate range. Design accelerations correspond to a high seismic hazard site. Earthquake-resistant design has been evaluated by means a new approach based on non-linear dynamic analysis using a set of spectrum-compatible synthetic accelerograms associated with three Limit States. Results shown that the buildings have a properly behavior but it is necessary to perform a deep study on the braced frames in order to get advantage from their characteristics without reducing the safety of the non-braced frames.

1. INTRODUCCIÓN

Es bien sabido por los proyectistas de estructuras que existen dos objetivos principales en el proceso de proyecto sismorresistente: obtener estructuras seguras, con un costo razonable. Una de las tipologías utilizadas en zonas de alta amenaza sísmica corresponde a la de los edificios aporticados con diagonales concéntricas. Varias normas recomiendan la utilización de esta tipología, mejor conocidas en Latinoamérica como “cruces de San Andrés” con la finalidad de diseñar nuevos edificios o reforzar edificios existentes en zonas de alta amenaza sísmica, obteniendo unos proyectos eficientes desde el punto de vista de la seguridad y la economía, sin producir grandes alteraciones en la arquitectura. El aspecto arquitectónico condiciona especialmente la utilización de las diagonales debido a que limita su ubicación en el refuerzo de los pórticos de las fachadas, dado que su presencia en los pórticos internos impacta negativamente en el funcionamiento de los edificios. Inclusive se llegan a utilizar las diagonales concéntricas con la finalidad de reforzar las estructuras de los edificios dañados por terremotos fuertes.

Sin embargo, es muy frecuente encontrar que las normas de proyecto sismorresistente abundan en información relativa a cómo debe conducirse el proyecto de las estructuras aporticadas, pero se nota la falta de información relativa al análisis, proyecto y detallado de edificios aporticados con diagonales, sean esta concéntricas o excéntricas. Más aún, generalmente en las normas aparecen factores de proyecto que se pueden aplicar tanto a las estructuras con diagonales, sean estas concéntricas o excéntricas, sin importar mucho la interacción que existe entre los pórticos diagonalizados y los no diagonalizados. En este trabajo se aborda el problema de analizar y evaluar el proyecto sismorresistente de la tipología de pórticos con diagonales concéntricas, para lo cual se ha seleccionado un grupo de edificios regulares tanto en planta como en elevación, con diferentes alturas, que se proyectan conforme a las normas venezolanas.

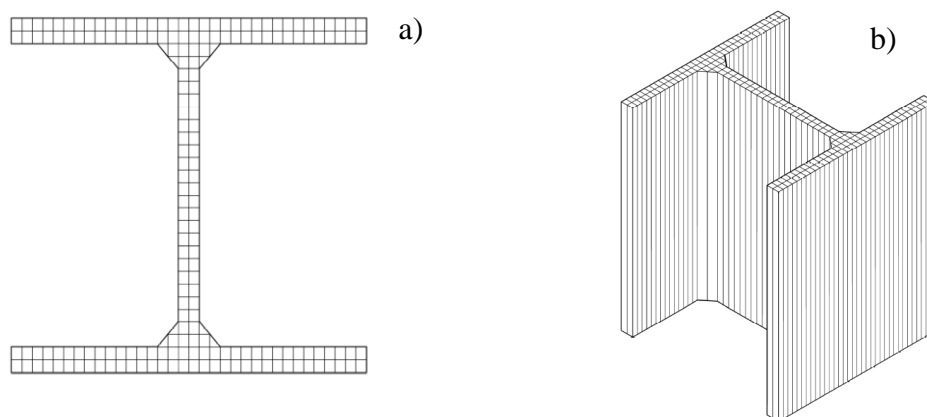


Figura 1. a) Discretización de sección transversal para ser utilizada en b) la generación de fibras

Para obtener una evaluación más confiable de la respuesta no lineal de los edificios, es necesario aplicar herramientas de análisis desarrolladas recientemente. Estas herramientas permiten la incorporación del comportamiento no lineal a nivel constitutivo y geométrico. A nivel constitutivo es importante lograr modelar los elementos con las características seccionales y materiales que estos presentan en la realidad, para lo que resulta indispensable utilizar los modelos de fibras que permiten modelar secciones transversales complejas de materiales compuestos, discretizando los elementos de las estructuras en haces paralelos de fibras. Un ejemplo de esta discretización se puede apreciar en la Figura 1a, en la que se muestra la discretización en fibras de la sección transversal de un perfil HEB500, empleado en este estudio. En la Figura 1b se muestra una vista isométrica que permite apreciar las fibras a lo largo de un elemento típico de los pórticos de este estudio.

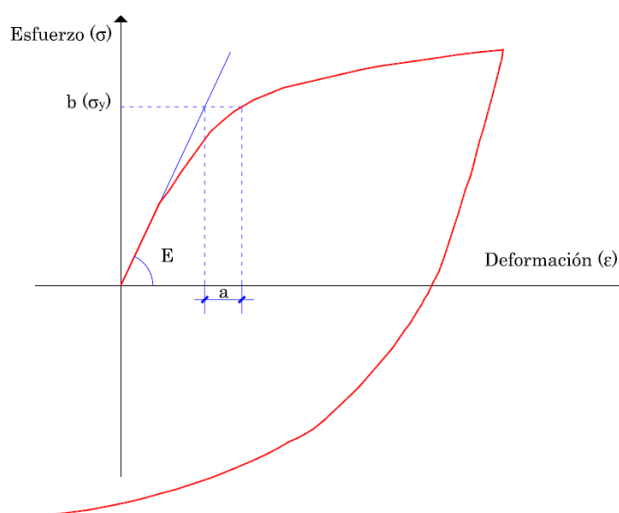


Figura 2. Modelo histerético de Ramberg-Osgood

La no linealidad constitutiva se logra incorporar en el modelo a través de leyes de comportamiento que capturan el comportamiento de los materiales cuando incursionan en el comportamiento inelástico. En el caso de las estructuras de acero, es reconocido que el modelo de Ramberg-Osgood [1] logra un ajuste adecuado de las simulaciones numéricas con respecto de los resultados experimentales. En la Figura 2 puede apreciarse el modelo de Ramberg-Osgood empleado en esta investigación.

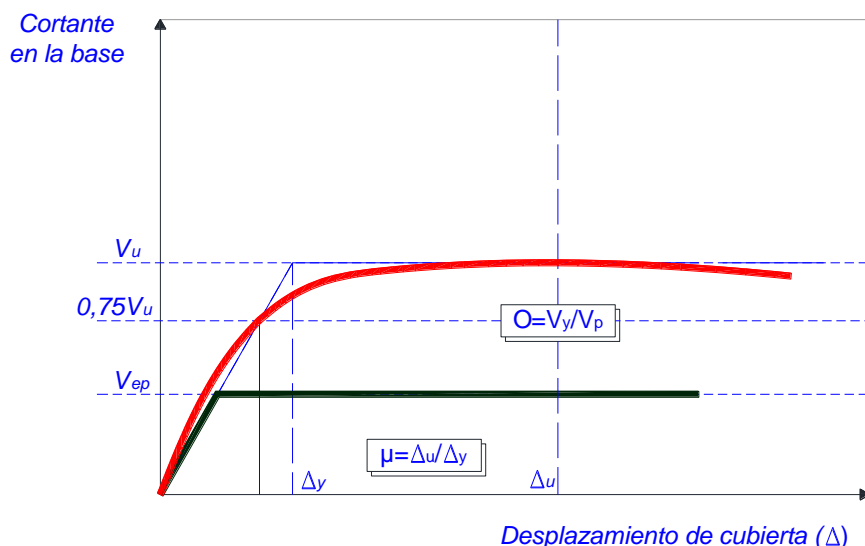


Figura 3. Curva de capacidad típica de una estructura aporticada

La no linealidad geométrica permite incorporar efectos de segundo orden, que son importantes en el estudio de la respuesta de estructuras sometidas a grandes desplazamientos, como es el caso de las estructuras bajo la acción de terremotos, en los que el efecto P-Δ puede ser determinante de cara a la ocurrencia del colapso.

La respuesta sísmica de una estructura se puede evaluar adecuadamente a partir de los resultados del análisis no lineal. Existe una amplia variedad de análisis, cuyo costo computacional puede llegar a ser muy elevado si se llegan a incorporar las características de la no linealidad geométrica y constitutiva y dependiendo de la acción sísmica equivalente aplicada, Vielma *et al.* [2, 3]. El análisis con empuje incremental, también conocido como análisis pushover, es uno de los más sencillos y a la vez útiles ya que proporciona una serie de valores que permiten evaluar características de la respuesta sísmica. La primera es la ductilidad global, que se calcula a partir de la curva de capacidad idealizada, ver Figura 3, aplicando la expresión siguiente:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

Donde Δ_u es el desplazamiento de plastificación global de la estructura y Δ_y es el desplazamiento último que se alcanza, previo al colapso. Otro de los valores del análisis no lineal que permite evaluar la respuesta sísmica, es la reserva de resistencia Ω , que se calcula mediante:

$$\Omega = \frac{V_u}{V_{ep}} \quad (2)$$

Siendo V_{ep} el cortante elástico de proyecto y V_u el cortante último, alcanzado en el umbral de colapso de la estructura.

En cuanto al análisis dinámico no lineal, este puede suministrar una serie de resultados que pueden utilizarse para evaluar la respuesta sísmica. En este estudio se aplicarán dos, el primero tiene que ver con la relación del desplazamiento máximo del nivel de cubierta, dividido por la altura total del edificio, conocido como deriva global, calculada como:

$$\delta_G = \frac{\Delta_{cubierta}}{H} \quad (3)$$

Finalmente, se tiene la deriva de entrepiso, que representa la distorsión angular que sufren las columnas de un determinado nivel y que se calcula como:

$$\delta_i = \frac{(\Delta_i - \Delta_{i-1})}{(H_i - H_{i-1})} \quad (4)$$

Siendo los desplazamientos de los niveles i e $i-1$, respectivamente, mientras que H_i y H_{i-1} son las alturas de dichos niveles, medidas con respecto al nivel inferior del edificio.

2. PROYECTO DE LOS CASOS DE ESTUDIO

Para estudiar la respuesta sismorresistente de los edificios con diagonales concéntricas tipo cruces de San Andrés, se ha seleccionado un grupo de edificios caracterizados por su regularidad estructural, tanto en planta como en elevación. Estos edificios tienen diferente número de niveles, lo que permite estudiar la respuesta de estructuras cuyos periodos fundamentales van desde los bajos a los intermedios, que son precisamente los edificios que se diseñan con esta tipología estructural [4]. De esta forma, se han considerado un número de 3, 6, 9 y 12 niveles.

Un detalle determinante de esta tipología lo imponen las restricciones arquitectónicas, que impiden que en los vanos internos de los edificios se emplacen diagonales concéntricas, que afectarían la funcionalidad de los espacios, ver Figura 4. La primera planta tiene una altura de 4,5m mientras que el resto tiene una altura de 3,0m. Los vanos en dirección x tienen una longitud de 6,0m, mientras que en la dirección y tienen una longitud de 5,0m. El uso de la edificación es residencial.

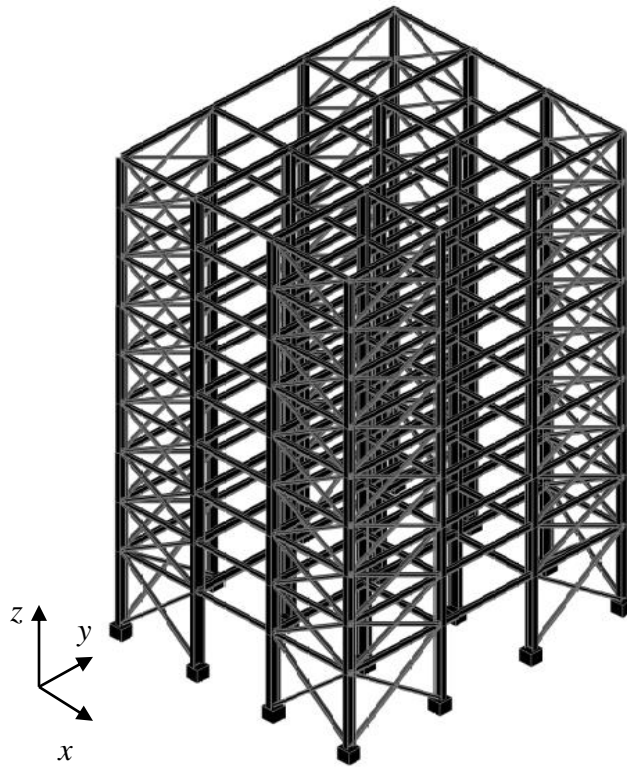


Figura 4. Vista tridimensional del edificio de 9 niveles

Las plantas de los cuatro edificios son similares, con sistemas de entrepiso formados mediante chapas colaborantes soportadas por vigas metálicas en una sola dirección. Esto da origen a dos tipos de pórticos, los pórticos de carga, orientados conforme al eje x de la Figura 5 y los pórticos de arriostramiento lateral, orientados según el eje y de la misma Figura.

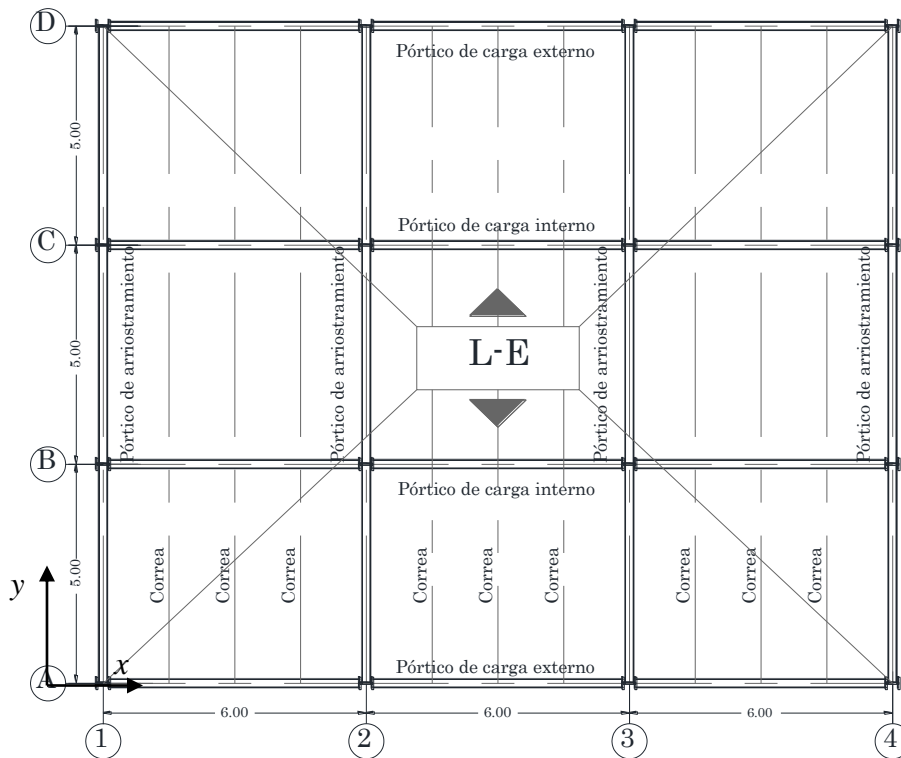


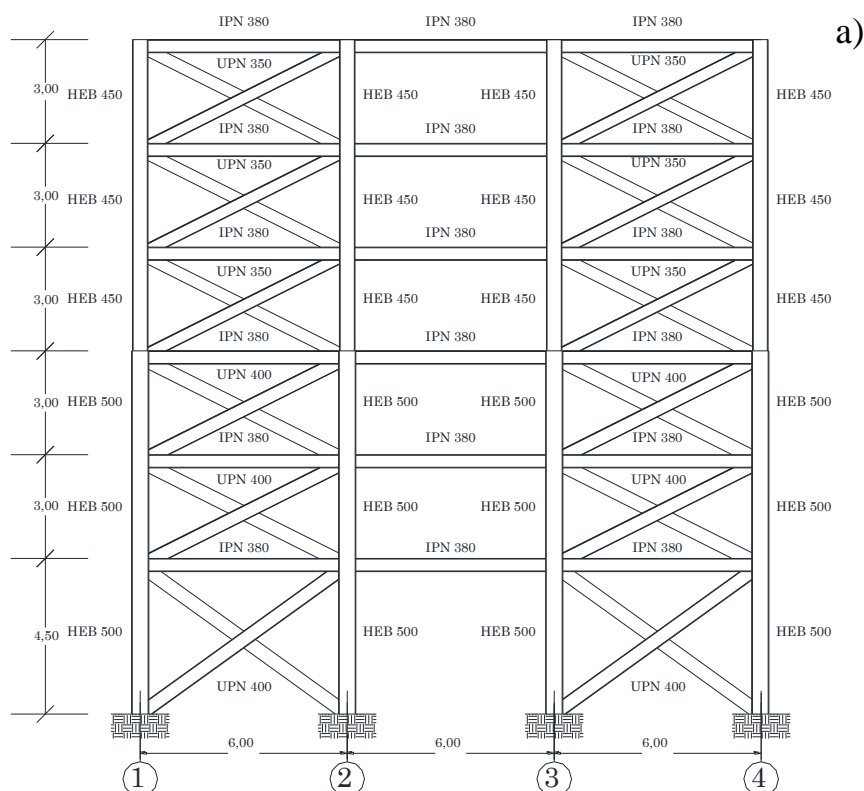
Figura 5. Vista de planta de los edificios

Los edificios se han proyectado y detallado siguiendo las prescripciones de la normativa venezolana Covenin 1618-1998 [5] aplicando una carga de gravedad y demanda sísmica contenidas en las Normas Covenin 2002-1988[6] y Covenin 1756-2001 [7], para un suelo muy duro (Tipo S2) y con una aceleración básica de 0,3g, correspondiente a una zona de alta amenaza sísmica. El dimensionado y detallado requerido en las citadas normas persigue producir unas estructuras capaces de disipar la energía de los terremotos de forma estable, alcanzando una alta ductilidad. Por ello se adopta el nivel de proyecto 3, que es el más exigente en cuanto al detallado, pero que a la vez permite considerar un factor de reducción de respuesta de 6, para obtener las ordenadas del espectro inelástico de proyecto, necesario para definir las acciones sísmicas sobre la estructura.

La acción sísmica definida sobre los edificios prevé la combinación de los efectos ortogonales, aplicando el 100% en una dirección y el 30% en las otras dos direcciones. Esta combinación de efectos se ha realizado considerando la inversión de los signos de las fuerzas, efecto que resulta de especial importancia en las estructuras con arriostramientos laterales que actúan a compresión/ tracción.

El tipo de análisis aplicado para el proyecto de los edificios es el prescrito en la norma sismorresistente venezolana Covenin 1756-2001, y consiste en considerar el análisis modal espectral con tres grados de libertad por nivel. Los entrepisos se han modelado utilizando la propiedad que le confiere la gran rigidez dentro del plano que los contiene, permitiendo considerarlo como un diafragma rígido. Esta consideración permite realizar el análisis con tres grados de libertad por nivel, gracias a la regularidad que presenta la estructura tanto en planta como en elevación.

Una vez obtenidos los valores de las cargas y de las fuerzas internas de los elementos, se procedió al proyecto de las secciones y de las uniones, haciendo especial énfasis en el detallado especial de las juntas que reciben las diagonales concéntricas. Es de hacer notar que por razones de índole técnico, se mantuvo el mismo tipo de secciones de columnas cada tres niveles consecutivos. Similar criterio fue aplicado a las vigas, lo que permitió proyectar los elementos agrupados. En la Figura 6 se muestra un ejemplo de las secciones resultantes para el pórtico externo (Figura 6a) e interno (Figura 6b) del edificio de 6 niveles. Es importante indicar que el detallado de las conexiones de los diferentes elementos estructurales de los edificios proyectados se ha llevado a cabo bajo las consideraciones de la Norma Covenin 1618-1998, cuyo articulado se basa principalmente en las recomendaciones contenidas en [8].



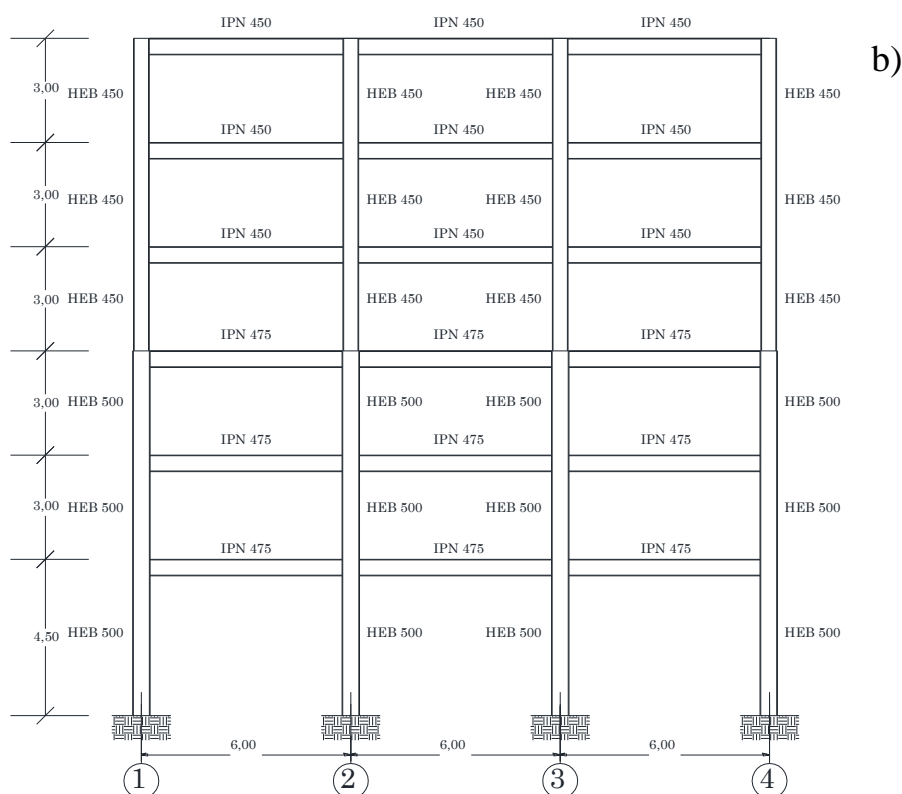


Figura 6. Alzado de los pórticos de carga externos (izquierda) e internos (derecha) del edificio de 6 niveles, con las secciones producto del proyecto

3. EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA NO LINEAL

La respuesta no lineal de los edificios objeto de este estudio se ha llevado a cabo aplicando análisis pseudo-estático con empuje incremental (análisis Pushover) y análisis dinámico aplicando acelerogramas sintéticos.

El análisis con empuje incremental se ha aplicado considerando un patrón triangular de distribución de fuerzas laterales, que es el comúnmente aceptado para el análisis de la respuesta de edificios regulares tanto en planta como en elevación [9, 10], característica compartida por los edificios estudiados. Este método de evaluación del desempeño sísmico de una estructura, permite determinar el instante en que la misma sobrepasa el límite elástico, para entrar en el rango de comportamiento plástico, y posteriormente alcanzar el colapso, estado para el cual la estructura ya no puede soportar incrementos de la carga lateral.

También se ha aplicado análisis dinámico no lineal. Este tipo de análisis presenta la ventaja de ser más aproximado a la acción de los terremotos, sin embargo presenta como inconveniente el tiempo de proceso y la gran cantidad de datos que se generan [11]. Mediante este tipo de análisis se somete a la edificación a registros sísmicos con diversa intensidad, duración y contenido frecuencial, para obtener de esta forma los desplazamientos máximos que pueda alcanzar la estructura. Las intensidades aplicadas tienen asociados unos períodos de retorno y una probabilidad de excedencia en 50 años que se asocia con tres Estados Límite, que son utilizados para evaluar la respuesta dinámica (véase la Tabla 2).

Tabla 2. Estados límite y niveles de amenaza asociados

Sismo	Estado Límite	Período de retorno (años)	Prob. de excedencia en 50 años
Frecuente	Servicio	95	50%
Raro	Reparable	475	10%
Muy raro	Prevención de colapso	2500	2%

Con la finalidad de definir un conjunto de sismos representativos de diferentes períodos de retorno que tienen asociados diferentes estados límite, se ha generado una serie de acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro elástico de proyecto de la norma Covenin 1756-2001 prescrito para suelos tipo S2, que ha sido el adoptado para realizar el proyecto de las edificaciones objeto de este estudio. Los acelerogramas se han generado aplicando el programa PACED [12].

Es importante señalar los Estados Límite que se verifican en este trabajo, que se fundamentan en los definidos por Di Sarno y Elnashai [13] y aplicados en estudios recientes de Kappos y Stefanidou [14] y Vielma *et al.* [15 y 16]. El primero es el Estado Límite de Servicio, que se verifica para los acelerogramas correspondientes a terremotos “frecuentes” (período de retorno de 95 años) que tienen asociada una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años. El Estado Límite de Daños Reparables, que indica la frontera entre la estructura con daños y la estructura con daños extensivos, cuyo terremoto característico es uno definido como “raro” (período de retorno de 475 años) con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años. Finalmente, el Estado Límite de Prevención de Colapso se estudia mediante acelerogramas de terremotos considerados como “muy raros” (período de retorno de 2475 años) y con probabilidad de excedencia de 2% en 50 años.

Tabla 3. Características de los acelerogramas sintéticos

Aceler.	Prob. de excedencia (%)	Periodo de retorno (años)	Duración (s)	Acel.máxima (g)	Veloc. máxima (cm/s)	Despl. máximo (cm)
R_1_1	50%	95	60	0,1506	16,231	4,508
R_1_2	10%	475	60	0,3766	40,577	11,27
R_1_3	2%	2475	60	0,7532	81,154	22,54
R_2_1	50%	95	80	0,1554	17,541	5,754
R_2_2	10%	475	80	0,3885	43,852	12,871
R_2_3	2%	2475	80	0,7769	87,703	28,771
R_3_1	50%	95	100	0,1707	17,035	3,734
R_3_2	10%	475	100	0,4269	42,588	14,386
R_3_3	2%	2475	100	0,8537	85,176	18,68

En la Tabla 3 se muestra un resumen de las características principales de los acelerogramas sintéticos aplicados en el análisis dinámico de los edificios. En la Figura 7 aparecen graficados los espectros de respuesta conjuntamente con el espectro de proyecto elástico correspondiente al suelo S2, para un nivel de amenaza caracterizado por 0,3g. Nótese el buen ajuste de los espectros de respuesta con el espectro de proyecto elástico.

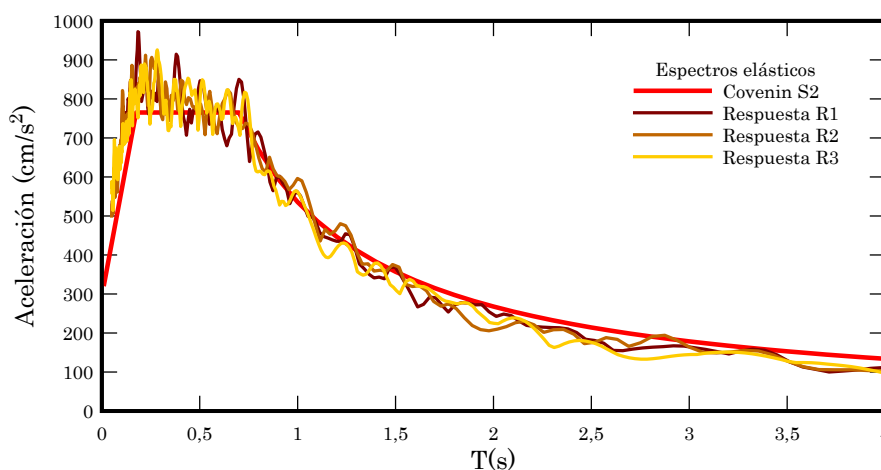


Figura 7. Espectro elástico de proyecto y espectros de respuesta de los acelerogramas sintéticos

Con la finalidad de realizar una evaluación aplicando un registro de terremotos recientes, se ha sometido a los edificios a dos acelerogramas, el primero correspondiente al terremoto registrado en el Mar Caribe en Septiembre de 2009, frente a la población de Tucacas (Venezuela). El segundo registro corresponde al terremoto de Tohoku (Japón) ocurrido en abril de 2011, cuyos efectos destructivos han sido ampliamente documentados. Ambos registros se muestran en las Figuras 8a y 8b.

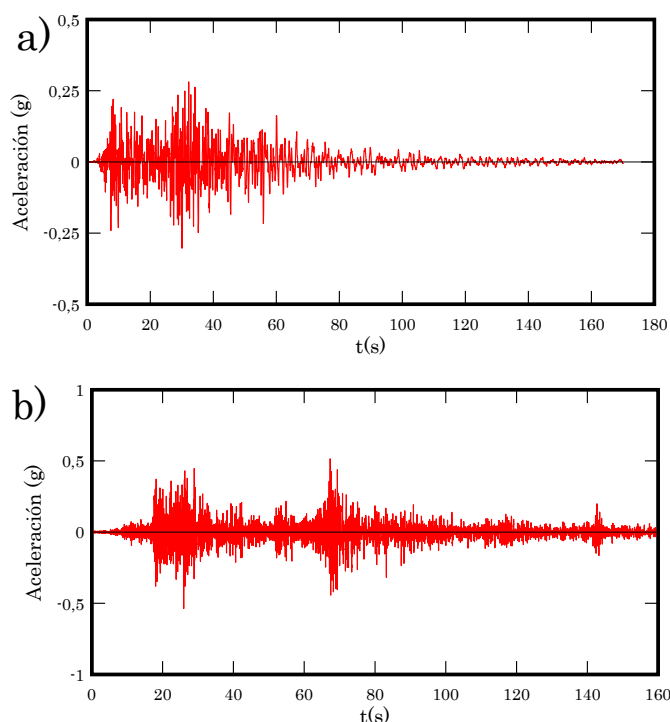


Figura 8. Registros aplicados en el análisis de los edificios a) terremoto se Tucacas (Venezuela) y b) terremoto de Tohoku (Japón).

3.1. Estados Límite y umbrales de comportamiento

Como se ha indicado anteriormente, en este estudio se han aplicado tres Estados Límite, los cuales se asocian a las tres intensidades de los acelerogramas sintéticos y a los dos registros mostrados anteriormente. La idea es evaluar el proyecto sismorresistente de los edificios usando umbrales correspondientes a los Estados Límite aplicados. En el caso presente se ha utilizado en primer lugar la deriva global para evaluar el estado límite de prevención de colapso. El umbral adoptado para este estado límite corresponde a una deriva global de 2,5%.

También se han utilizado los valores de las derivas de entrepiso con la finalidad de evaluar los estados límite. En este caso se han aplicado los umbrales considerados por Di Sarno y Elnashai [13] que se muestran resumidos en la Tabla 4.

Tabla 4. Estados Límite con las derivas de planta asociadas

Estado Límite	Deriva de planta (%)
De servicio	0,50
De daños reparables	1,50
Prevención de colapso	3,00

4. RESULTADOS

Seguidamente se muestran los resultados, comenzando con los obtenidos del análisis pseudo-estático. A todos los pórticos en estudio se le calculó la ductilidad y la reserva de resistencia, aplicando las Ecuaciones 1 y 2. En la Tabla 5 se muestran todos los resultados de reserva de resistencia y ductilidad de los pórticos por edificio.

Tabla 5. Valores calculados de la ductilidad y la reserva de resistencia.

Pórtico	Ductilidad (μ)	Reserva de resistencia (Ω)
Edificio de 3 niveles		
Pórtico A=D	11,91	19,04
Pórtico B=C	2,21	4,20
Pórtico 1=4	15,07	19,73
Pórtico 2=3	2,24	2,78
Edificio de 6 niveles		
Pórtico A=D	2,49	19,89
Pórtico B=C	3,11	4,64
Pórtico 1=4	3,04	11,77
Pórtico 2=3	2,84	3,21
Edificio de 9 niveles		
Pórtico A=D	8,55	9,47
Pórtico B=C	4,42	4,95
Pórtico 1=4	5,90	6,65
Pórtico 2=3	2,59	3,31
Edificio de 12 niveles		
Pórtico A=D	5,90	5,26
Pórtico B=C	3,22	5,98
Pórtico 1=4	5,07	6,90
Pórtico 2=3	3,27	3,29

En la tabla anterior se puede observar que la reserva de resistencia de los pórticos externos es mayor que los pórticos internos, esto se debe a que los pórticos externos, están diagonalizados y por ende son más rígidos, exceptuando el pórtico interno B=C que dio mayor que el pórtico externo A=D del edificio de 12 niveles. En cuanto a la ductilidad se puede indicar en líneas generales, que los pórticos arriostrados son más dúctiles que los no arriostrados. Debe notarse que en conjunto, los pórticos tienen valores de ductilidad y reserva de resistencia cuyo producto resulta en valores que superan el factor de reducción de respuesta considerado en el proyecto de los edificios ($R=5$).

En cuanto a los resultados de los análisis dinámicos, es necesario indicar que los pórticos presentaron un comportamiento notablemente diferente. Por un lado los pórticos no arriostrados presentaron mayores desplazamientos, como era de esperar, pero sin sobrepasar los umbrales definitorios de los Estados Límite aplicados en el presente estudio. Por el otro, los pórticos arriostrados mostraron unos desplazamientos muy bajos, producto de su gran rigidez frente a fuerzas laterales. En la Figura 9 se muestran los resultados de la deriva global del pórtico da carga interno del edificio de 3 niveles, calculados aplicando el acelerograma sintético 3, para los tres niveles de intensidad. Nótese que a lo largo de la respuesta no se alcanza el umbral de colapso (deriva global igual a 2,5%).

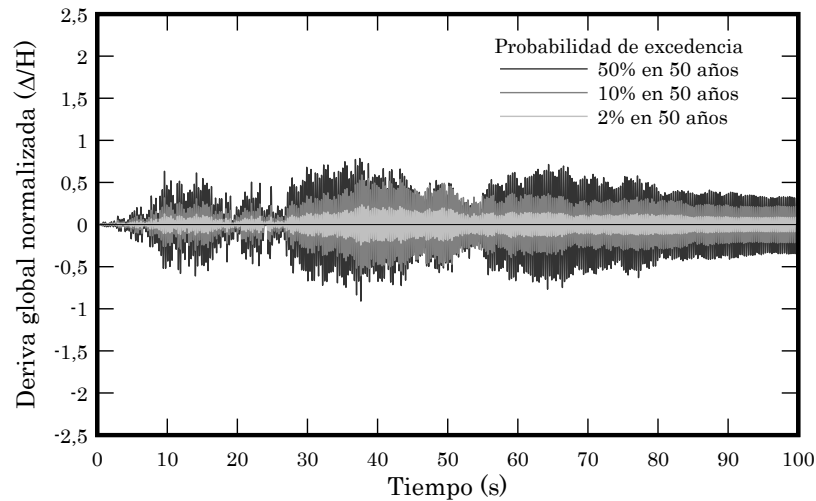
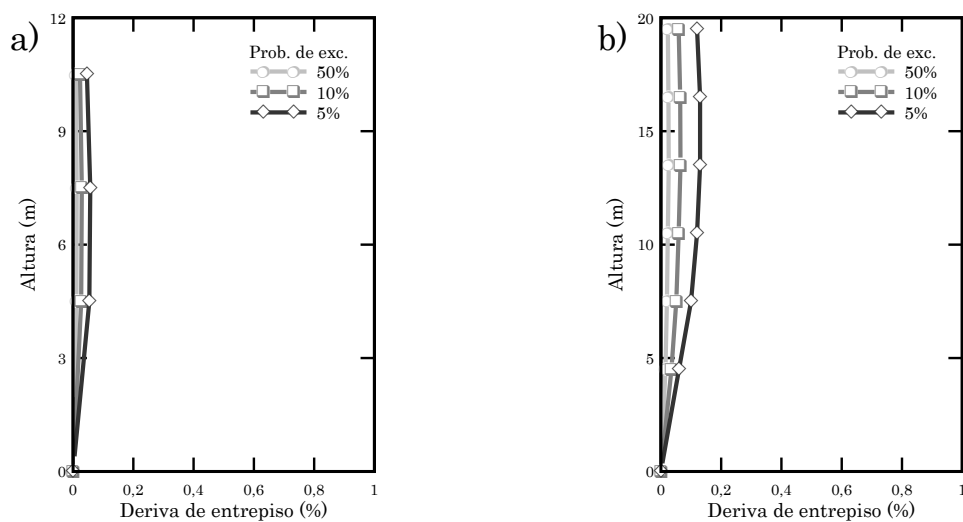


Figura 9. Derivas globales del pórtico interno del edificio de tres niveles, calculadas para las tres intensidades sísmicas

En cuanto a la evaluación de las derivas de planta, los resultados muestran que ninguno de los pórticos de los edificios analizados sobrepasaron los umbrales fijados para controlar los tres estados límite evaluados. En el caso particular de los pórticos con arriostramientos laterales, se pudo observar una notable reducción de los valores máximos de las derivas de planta alcanzados, en comparación con los resultados obtenidos del análisis de los pórticos no arriostrados. En la Figura 10 se muestra un resumen de las derivas de entrepiso máximas calculadas con el acelerograma sintético 2, de los pórticos externos (arriostrados) de los edificios de 3, 6, 9 y 12 niveles. Nótese que los valores de las derivas son realmente pequeños, al punto de que apenas para los edificios más altos logran superar el umbral del estado límite de servicio (0,5%) lo que evidencia el efecto positivo de las diagonales concéntricas en la respuesta sísmica de los pórticos.



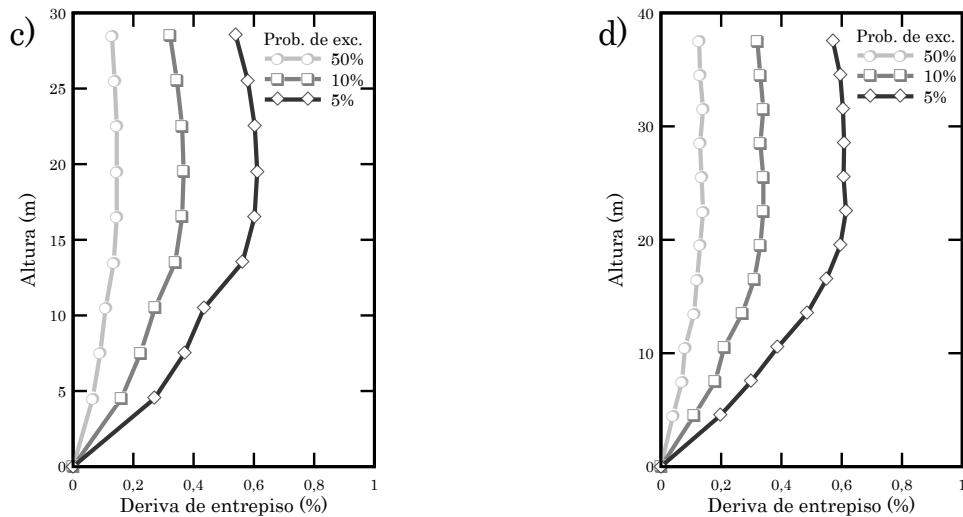
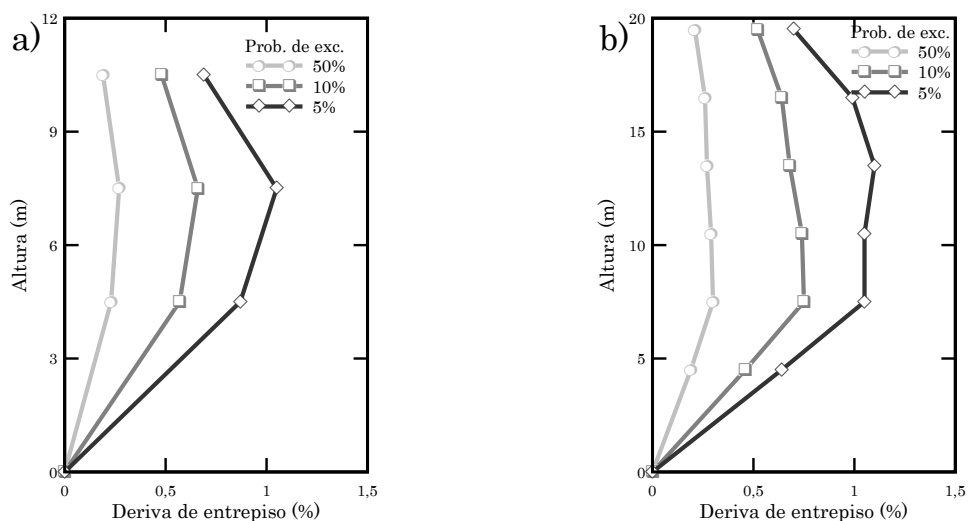


Figura 10. Derivas de entrepiso máximas de los pórticos externos calculadas con el acelerograma sintético 2 a) edificio de 3 niveles, b) edificio de 6 niveles c) edificio de 9 niveles y d) edificio de 12 niveles

En la Figura 11 pueden apreciarse las derivas máximas de los pórticos internos (no arriostrados) calculadas con el acelerograma 2. Nótese que a pesar de que estas derivas son mayores que las alcanzadas por los pórticos arriostrados, aun se mantienen por debajo del valor que señala la incursión dentro del estado límite de daños reparables. Esto se puede interpretar como sigue: a pesar de que los pórticos no arriostrados son sometidos a la acción del terremoto con una probabilidad de excedencia de 5% en 50 años, los valores de las derivas indican que no se alcanzarán daños estructurales severos, lo que implica que los daños serán reparables desde el punto de vista tecnológico y económico.

Cabe indicar que el comportamiento mostrado en las Figuras 10 y 11 fue similar cuando se aplicaron todos los acelerogramas sintéticos, evidenciando de esta manera que el proyecto sismorresistente satisface los Estados Límite que se evalúan en este trabajo.



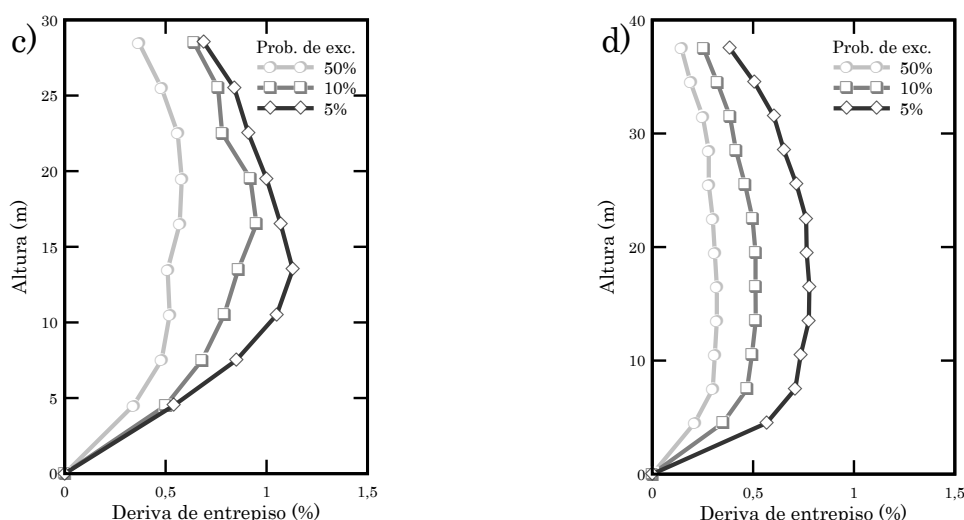


Figura 11. Derivas de entrepiso máximas de los pórticos internos calculadas con el acelerograma sintético 2 a) edificio de 3 niveles, b) edificio de 6 niveles c) edificio de 9 niveles y d) edificio de 12 niveles

Además de los análisis dinámicos realizados con acelerogramas sintéticos, se han aplicado un par de registros de terremotos recientes, sobre los que se comentó anteriormente. A pesar de que varios investigadores consideran que los acelerogramas sintéticos son más exigentes por que le imponen a las estructuras un contenido de frecuencias mucho más variado, haciendo que la energía de estos acelerogramas sea mucho mayor que la correspondiente a registros de terremotos reales, se ha considerado interesante estudiar la respuesta de los edificios frente a este tipo de acción dinámica. En las Figuras 12 y 13 se muestran las derivas de entrepiso de los pórticos de carga internos de los edificios de 3 y 6 niveles, sometidos a los terremotos de Tohoku (Japón 2011) y Tucacas (Venezuela 2009). En estas Figuras puede apreciarse que la respuesta de cada nivel es satisfactoria puesto que no se llega a rebasar el umbral fijado para el estado Límite de colapso (3%). Inclusive puede observarse que no se alcanzó el umbral establecido para el Estado Límite de daños reparables, por lo que bajo la acción de los terremotos considerados en este estudio, los edificios alcanzarían daños estructurales menores. Es de hacer notar que solo se muestran las respuestas de los pórticos internos de carga, puesto que fueron los que alcanzaron mayores valores de derivas, el resto de los pórticos de los demás edificios mostraron un comportamiento similar, por lo que puede concluirse que el proyecto sismorresistente es satisfactorio.

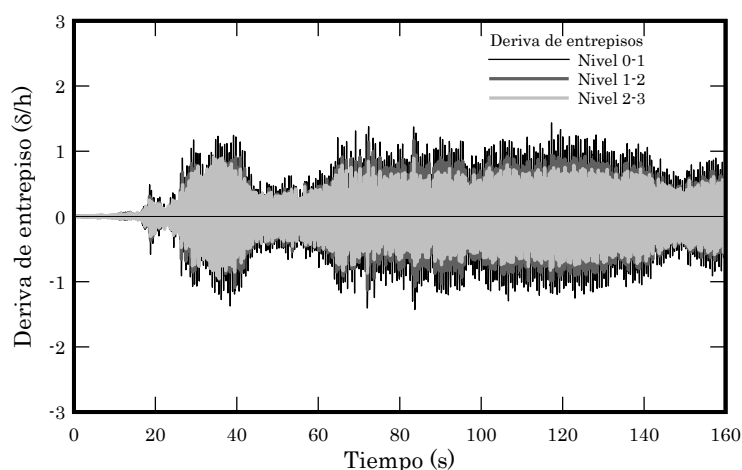


Figura 12. Derivas de entrepiso del pórtico interno de carga del edificio de 3 niveles sometido al terremoto de Tohoku (Japón)

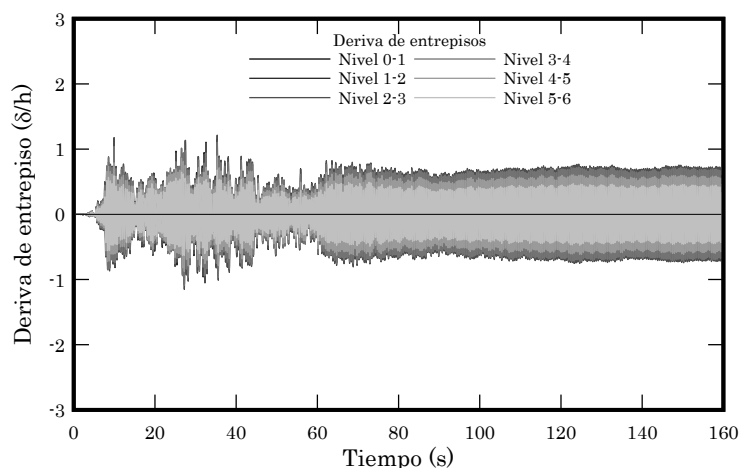


Figura 13. Derivas de entrepiso del pórtico interno de carga del edificio de 3 niveles sometido al terremoto de Tucacas (Venezuela).

5. CONCLUSIONES

En el presente estudio se ha evaluado la respuesta sismorresistente de edificios porticados de acero con arriostramientos concéntricos tipo cruz de San Andrés. En el proyecto se aplicaron los criterios recogidos en las normas de proyecto venezolanas vigentes.

Los edificios analizados abarcan un rango de alturas representativas de estructuras con períodos bajos e intermedios, con la finalidad de estudiar la influencia de la altura sobre aspectos importantes de la respuesta como la ductilidad y la reserva de resistencia.

Se han aplicado procedimientos de análisis no lineal pseudo-estáticos y dinámicos. El primer tipo de análisis permitió calcular la ductilidad y la reserva de resistencia. Los valores de la ductilidad de los pórticos externos (diagonalizados) son mucho mayores que los valores calculados para los pórticos internos (no diagonalizados). Además, se alcanzaron mayores valores de ductilidad en los edificios bajos (3 niveles) que en los edificios de mayor altura (6, 9 y 12 niveles). Los valores de la reserva de resistencia mostraron un comportamiento semejante, correspondiendo los mayores valores a los pórticos externos de los edificios de menor altura. Estos resultados se deben al efecto que tienen las cargas de gravedad sobre el proyecto, al ser dominantes estas sobre las cargas sísmicas en el caso de los edificios bajos. A medida que la altura de los edificios se incrementa, las cargas sísmicas tienen mayor influencia sobre el proyecto. Conforme con estos resultados se puede concluir que el efecto de las diagonales concéntricas tipo cruz de San Andrés resulta beneficioso para los edificios aporticados.

El producto de la ductilidad por la reserva de resistencia proporciona valores que superan en todos los casos el valor del factor de reducción de respuesta adoptado en el proyecto de los edificios.

En cuanto a los resultados obtenidos de los análisis dinámicos, puede afirmarse que el comportamiento de todos los edificios resultó satisfactorio. La respuesta de los edificios se evaluó aplicando acelerogramas sintéticos con tres niveles de amenaza sísmica y registros de dos terremotos recientes. Los parámetros de evaluación aplicados (deriva global y derivas de entrepiso) mostraron valores que no superaron los umbrales asociados con tres Estados Límite de comportamiento, incluso para el caso de dos registros de terremotos recientes, los edificios estudiados no llegan a superar el umbral establecido para el Estado Límite de daños reparables, por lo que alcanzarían daños estructurales menores, en todo caso reparables. De acuerdo con los resultados dinámicos también es apreciable el efecto beneficioso de las diagonales concéntricas tipo Cruz de San Andrés, debido a que los pórticos arriostrados alcanzaron derivas de entrepiso muy bajas, permitiendo anticipar menores niveles de daño asociado para los pórticos arriostrados.

Se recomienda extender la investigación para el análisis de estructuras de acero con diferentes configuración y tipologías, a fin de determinar y comparar el comportamiento que ofrece dichas configuraciones con respecto a la aquí planteada.

6. REFERENCIAS

- [1] Zeus-NL (2011) *Users Manual*. Mid America Earthquake Center. Illinois.
- [2] Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2011). *Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas*. Monografía CIMNE IS, Monografías de ingeniería sísmica. Barcelona, España.
- [4] Vielma, J. C., Mendoza E. (2011). Respuesta sísmica de pórticos de acero con diagonales concéntricas tipo V invertida diseñados conforme a las normas venezolanas. *Revista Ingeniería UC*. Valencia. En prensa.
- [5] COVENIN 1618 – 1998. *Norma de estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límites. 1era revisión*. Caracas, 1998.
- [6] COVENIN 2002 – 1988. *Norma de criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*. Caracas, 1988.
- [7] COVENIN 1756 – 2001. *Norma de edificaciones sismorresistentes. Parte 1: Articulado*. Caracas, 2001.
- [8] AISC. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Constructors. Chicago, 2005.
- [9] Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2010). Seismic safety of limited ductility buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*. Vol. 8, 135-155, Springer, Netherlands.
- [10] Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2009). *Nonlinear structural analysis. Application to evaluating the seismic safety*. Camilleri, M. (Ed) in *Structural Analysis*, Nova Science Publishers. New York. The United States of America.
- [11] Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2010). *Seismic response of the RC framed buildings designed according to Eurocodes. Chapter in Computational methods in Earthquake Engineering*. Springer. Heidelberg. Germany.
- [12] PACED (2009) Programa de generación de acelerogramas compatibles con espectros elásticos de diseño. UCLA. Barquisimeto.
- [13] Elnashai, y Di Sarno. *Fundamentals of earthquake engineering*. John Wiley and Sons. Chichester, 2008.
- [14] Kappos, A. y Stefanidou, S. (2010) A deformation-based design method for 3D R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*. Vol 8(4), 875-895.
- [15] Vielma, J. C., Barbat, A. y Oller, S. (2011). Dimensionado sísmico de estructuras porticadas de hormigón armado con base en la respuesta no lineal. *4to Congreso español de ingeniería sísmica*. Granada, España.
- [16] Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2011). Seismic safety of RC framed buildings designed according modern codes. *Journal of Civil Engineering and Architecture*. In press. David Publishing Company. Chicago, United States of America.